

RC橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究

小森暢行¹・星隈順一²・堺淳一³

¹ 正会員 日本工営株式会社 交通運輸事業部 道路橋梁部（〒102-8539 東京都千代田区麹町 5-4）
（独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 元交流研究員）

² 正会員 博（工） 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ
上席研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

³ 正会員 博（工） 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ
主任研究員（同上）

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC橋脚）が地震力により繰返しの水平力を受けると、ある段階で鉄筋が降伏し、さらに水平変位が大きくなるにつれ、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋のはらみ出しなどの損傷が進展し、その結果RC橋脚の水平耐力が低下していく。道路橋示方書V耐震設計編¹⁾（以下、道示）では、水平耐力が低下し始める変位を終局変位と定義し、その終局変位に対しては様々な模型供試体に対する正負交番載荷実験の結果に基づいて評価式が構築されている。しかしながら本手法による終局変位の推定精度は、変動係数が39%程度とばらつきが大きく、信頼性の高い設計手法としていくためには、その推定精度の向上が必要とされている。また、道示の評価手法は、基準降伏点が345N/mm²までの鉄筋を軸方向鉄筋に用いたRC橋脚に対する実験結果に基づいて構築されているが、近年は高橋脚等に対して過密配筋の改善のために、軸方向鉄筋に従来の鉄筋より高い強度の鉄筋が使用されることもあり、SD390、SD490等の鉄筋を軸方向鉄筋として用いたRC橋脚の塑性変形能の評価手法の確立も求められている。

本研究では、RC橋脚の限界状態の評価手法の推定精度向上を図るため、損傷度の観点から具体的な橋脚の限界状態を新たに設定し、その限界状態時の変位の推定手法の検討を行った。対象実験は、土木研究所等における曲げ破壊型の既往のRC橋脚に対する正負繰返し載荷実験とした。

RC橋脚の限界状態時の変位の評価は、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる変位や合理的な塑性ヒンジ長など、既存の研究成果^{2,3)}を用い、その推定精度向上を図ることとした。またRC橋脚の限界状態の評価において、軸方向鉄筋のはらみ出しが大きく影響することから、

軸方向鉄筋に着目し、その鉄筋ひずみを基にRC橋脚の限界状態時の変位を求めることとした。

2. 橋の耐震性能に基づいたRC橋脚の限界状態の設定の考え方

(1) 道路橋示方書における限界状態

道示でのRC橋脚の終局変位は、曲げモーメント-曲率解析に基づく各断面の曲げモーメント-曲率関係と橋脚基部で発生する塑性ヒンジとを考慮して式(1)で算出される。ここで塑性ヒンジは一般的な曲げ破壊タイプであれば、断面高さの1/2として式(2)で与えられる。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) \quad (1)$$

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (2)$$

ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$

ここに、 δ_u は終局変位（mm）、 δ_y は降伏変位（mm）、 ϕ_y は降伏曲率（1/mm）、 ϕ_u は終局曲率（1/mm）、 L_p は塑性ヒンジ長（mm）、 h は橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離（mm）、 D は断面高さ（mm）である。

道示での終局限界状態は、水平耐力が低下し始める点とされ、かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋がはらみ出す程度の損傷に概ね該当している¹⁾。その終局変位は、横拘束筋による横拘束効果を見込んだコンクリートの圧縮応力が最大圧縮応力の80%にまで低下した時のコアコンクリートひずみ時の変位として定義されている。

図-1に実験における終局状態として軸方向鉄筋がはらみ出した際の橋脚の水平変位と道示手法により求めた終局変位の関係を示す。ここでは、後述する本研究で対象とした34体の供試体を対象としており、ここには本手

法の適用範囲外であるSD490を軸方向鉄筋に用いた供試体に対する結果も示している。なお道示では、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる変位の影響を考慮していないため、実験データに対し軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる水平変位を減算した値を示す。ばらつきを示す変動係数は全体で39%程度と大きい。また、鉄筋種類別に見ると従来鉄筋であるSD295、SD345を用いた供試体の変動係数は28%程度であるのに対しSD490を用いた供試体の変動係数は、そもそも適用範囲外であるため、60%程度とばらつきが大きく、変位の計算値が実験値に比べ小さくなる傾向が見られる。

(2) 耐震性能に対する許容変位

表-1に道示で規定されている橋の耐震性能2および3に該当する橋およびRC橋脚の限界状態を示す。表-1には、後述する本研究で提案する限界状態も併せて示している。道示では、耐震性能2を地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能とし、耐震性能3を地震による損傷が橋として致命的とならない性能として規定している。それぞれの耐震性能に該当する橋の損傷状態として、耐震性能2は塑性化を考慮した部材のみに塑性変形が生じ修復が容易に行い得る範囲内に抑えるものとしているのに対し、耐震性能3は修復性には言及しておらず、塑性化を考慮した部材のみに塑性変形が生じるよう規定している。さらにRC橋脚の限界状態としては、橋の限界状態を踏まえ耐震性能2では、損傷の修復を容易に行い得る限界の状態として修復性および安全性を考慮し、耐震性能3では、橋脚の水平耐力が大きく低下し始める状態として、安全性のみを確保するための規定となっている。

また、道示での耐震性能2および耐震性能3に対するそれぞれの水平変位は、許容変位として終局変位に安全率を考慮し、式(3)で算出される。

$$\delta_a = \delta_y + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha} \tag{3}$$

ここに、 δ_a は許容変位(mm)、 α は安全係数でタイプⅡの地震動に対し耐震性能2では1.5、耐震性能3では1.2である。図-2は、その関係を橋脚の水平力-水平変位として示したものである。道示での終局限界状態は、上述のようにかぶりコンクリートが剥落し軸方向鉄筋がはらみ出す損傷時点に概ね該当しているが橋脚の許容変位は、終局変位から安全係数 α を用いて求められることから、許容変位と橋脚の損傷状態との関係が明確ではないことが指摘されている⁴⁾。そこで本研究では、耐震性能2および耐震性能3に対する橋脚の設計上の限界状態

を具体的な橋脚の損傷状態に基づくものとして、改めて設定することとした。

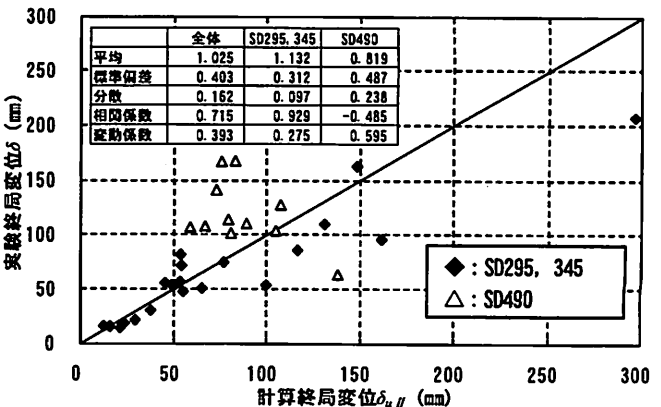


図-1 道示計算による終局変位の精度

表-1 RC橋脚の限界状態の設定

	耐震性能2	耐震性能3
橋の耐震性能	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能	地震による損傷が弱として致命的とならない性能
橋の限界状態	耐震性能2に対する限界状態は、塑性化を考慮した部材のみに塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復が容易に行い得る範囲内で適切に定めるものとする。	耐震性能3に対する限界状態は、塑性化を考慮した部材のみに塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の保有する塑性変形性能を超えない範囲内で適切に定めるものとする。
RC橋脚の限界状態	橋脚の限界状態は、損傷の修復を容易に行い得る限界の状態とした。これは、橋としての機能の回復を速やかに行うために、一般に水平耐力が低下し始める前の状態よりも余裕をもった状態にあり、かつ、修復が困難な残留変位が生じない状態であることを意味している。	橋脚の限界状態は、橋脚の水平耐力が大きく低下し始める状態とした。これは、橋脚の水平耐力が低下し始める状態よりも前であれば、一般にその損傷が保有する塑性変形性能を超えない状態となるためである。
提案する限界状態	ループ安定時 ・エネルギー吸収能が低下しない限界の状態 ・コンクリートが曲げひび割れに留まっているため補修が容易である状態	鉄筋はらみ出し時 ・耐力を維持できる限界の状態（耐力の顕著な低下が始まる点） ・軸方向鉄筋のはらみ出しに伴うかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋のはらみ出しが確認された状態

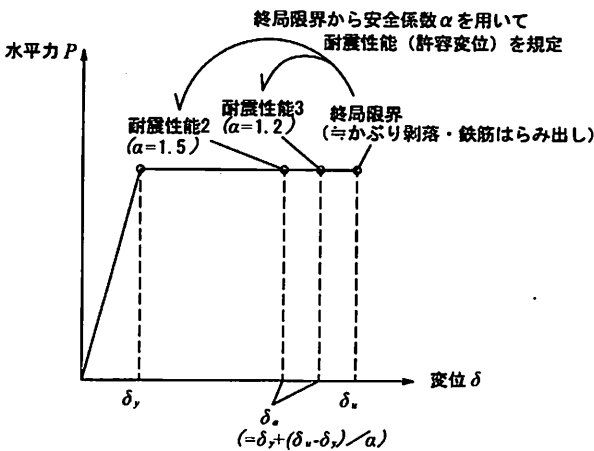


図-2 道示における限界状態

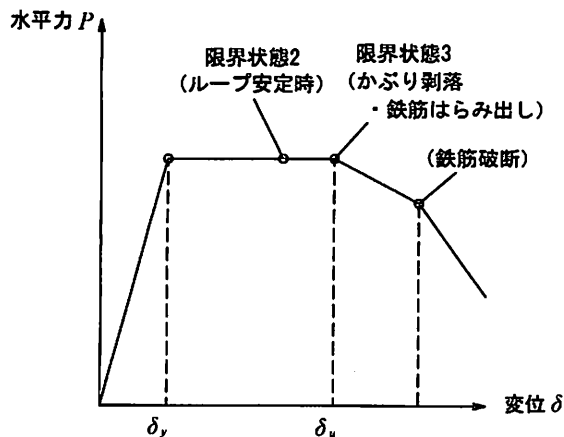


図-3 提案する RC 橋脚の限界状態

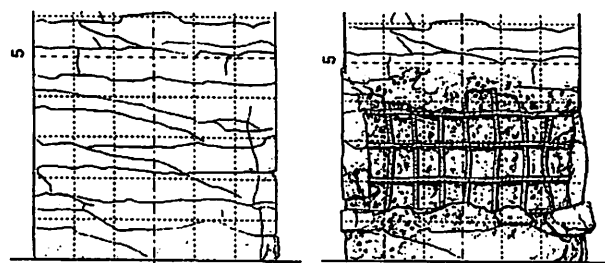
(3) 橋の耐震性能に基づいた RC 橋脚の限界状態の設定

図-3 は、本研究において提案した耐震性能 2 (ループ安定時) および 3 (鉄筋はらみ出し時) における RC 橋脚の限界状態を橋脚の水平力-水平変位関係として示したものである。図-4 は、それぞれの限界状態における損傷状況の例を示したものである。既存の実験より RC 橋脚は、地震力により繰返し水平力を受けると載荷が進むにつれて曲げひび割れが進展し、かぶりコンクリートの剥離、剥落が生じ、軸方向鉄筋がはらみ出すというプロセスで破壊が進展する。さらに載荷を続けると軸方向鉄筋が破断し、損傷はコアコンクリートにまで至る。

曲げひび割れが進展している状態では、コンクリートにひび割れは生じているものの補修が容易であると考えられ、損傷の修復を容易に行い得ることを規定した耐震性能 2 と合致する。その際の履歴特性としては、RC 橋脚の水平力-水平変位関係において、エネルギー吸収能が低下しない限界の状態、つまり繰返し正負交番載荷を受けても耐力の低下が見られない履歴ループが安定した状態となっている。また、軸方向鉄筋のはらみ出しに伴いかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋がはらみ出している状態は、RC 橋脚の水平力-水平変位関係において、耐力を維持できる限界の状態、つまり耐力の顕著な低下が始まる点となり、耐震性能 3 に該当する。したがって本研究では、RC 橋脚の耐震性能に該当する損傷状態としてそれぞれ耐震性能 2 はループ安定時、耐震性能 3 は鉄筋はらみ出し時として、RC 橋脚の限界状態を定義することとした。

ここで、耐震性能 2 の限界状態としたループ安定時は、正負交番載荷実験における RC 橋脚の荷重-変位関係において、ある限界点として捉えることが困難であるが耐震性能 3 の限界状態である鉄筋はらみ出し時の 1 サイクル前の載荷基準変位に概ね該当することが実験結果から分かったため、これを限界状態時の変位として定義することとした。

以上より、耐震性能 2 および 3 としてのループ安定時、



(a) 耐震性能 2

(ループ安定時)

(b) 耐震性能 3

(鉄筋はらみ出し時)

図-4 提案する RC 橋脚の限界状態時における

損傷状況の例 (供試体 No. 2)

鉄筋はらみ出し時は、軸方向鉄筋の地震時挙動に密接に関係していることが分かる。したがって本研究では、軸方向鉄筋のひずみに着目し RC 橋脚の限界状態の評価を行うものとした。なお RC 橋脚の限界状態 3 としては、軸方向鉄筋の破断点を限界点とすることも考えられる。本研究においては、水平耐力を維持できる限界の状態として、現在の知見では破断時を精度良く評価することが困難なこと、全ての正負交番載荷実験で軸方向鉄筋の破断時まで確認されておらず対象供試体が比較的少ないこと、軸方向鉄筋に SD490 を用いた場合、破断の性状が従来鉄筋と異なることから、軸方向鉄筋の破断時を限界状態 3 の点として用いるには十分な知見がないと考えた。これについては今後の検討課題である。

3. 限界状態の評価手法の検討に用いた既往の

単柱式 RC 橋脚の正負交番載荷実験

(1) 実験に用いられた供試体の概要

本研究では、過去に実施された柱基部で曲げ破壊した RC 橋脚模型 34 体を検討対象とするものとした。表-2 に検討対象とする供試体の諸元を示す。供試体の断面形状は、矩形 (正方形) 断面が 23 体、矩形 (長方形) 断面が 5 体、円形断面が 5 体、インターロッキング断面が 1 体である。対象供試体は、軸方向鉄筋比が約 2%、横拘束筋体積比が約 0.3%、軸応力が $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ のケースが多い。道示による標準的な配筋に比べ横拘束筋体積比が低めに設定された供試体が多いが、これは、実験の目的が破壊特性の評価である場合が多く、実験装置の制約条件等を考慮して、供試体の配筋等が定められているためと考えられる。

また、繰返し回数による結果の相違の影響を除くため全て繰返し載荷数 3 回の実験のみを対象とした。ここで星限ら⁹⁾は、様々な強震記録を入力地震動として非線形時刻歴応答解析を行い、塑性応答の繰返し回数等に着

目した検討を行っており、降伏変位の整数倍毎に正負交番荷重をする荷重方法は、実際の地震時挙動よりも厳しい荷重条件となっていることを指摘している。また、RC橋脚が吸収しているエネルギーを実験結果と比較し、繰り返し回数を3回とする荷重パターンは、エネルギーが大きいタイプⅠの地震動に対する応答に概ね相当していることを示している。一方星隈⁹⁾らは、繰り返し回数が1回の場合と3回の場合では、水平力の低下が始まる直前までの挙動についてはほとんど変わらないことを示している。そこで本研究で設定した限界状態の評価においては、タイプⅠおよびタイプⅡの地震動のいずれに対しても繰り返し荷重数が3回の実験により、その地震時挙動を安全側に評価していると考えたものである。

断面幅は、400～900mmの供試体が34体、1000～2400mmの供試体が7体である。ここで供試体No.5～10は、断面寸法がそれぞれ1200×1200の中型および2400×2400の大型模型であり、供試体の寸法効果の影響を確認するため対象とした。また、供試体No.17～28は、軸方向鉄筋としてSD490を使用した供試体であり、従来よりも強度の高い鉄筋を用いたRC橋脚に対する適用性も確認するものとした。

(2) 正負交番荷重実験における損傷状況

図-5に供試体No.1を例とした実験における水平耐力ー変位関係の第一象限を示す。供試体は、荷重が進むにつれて曲げひび割れが進展し、かぶりコンクリートの剥離、剥落が生じ、軸方向鉄筋がはらみ出すといった順序での破壊形態となる。さらに荷重を続けると鉄筋が破断し、損傷はコアコンクリートにまで至る。橋脚の水平耐力は、軸方向鉄筋のはらみ出しが生じる前までは、繰返し回数3回の荷重のうち、1回目よりも2、3回目は若干水平耐力が低くなるものの2、3回目の荷重時は、ほぼ同じ水平耐力を維持し安定した履歴ループを描く。その後、軸方向鉄筋がはらみ出すと水平耐力の顕著な低下が見られ、鉄筋が破断するとさらに水平耐力が低下していく。これらの破壊形態、破壊順序は、断面形状や断面寸法、鉄筋径、鉄筋材質などによって異なる傾向は見られず、対象とした供試体では同じ挙動を示している。

4. 曲げ破壊型のRC橋脚の変形能

(1) 変形能の評価

RC橋脚の塑性変形は、塑性ヒンジとなる断面領域の塑性回転による成分が主たるものとなるがこれ以外に、柱の弾性変形による成分と軸方向鉄筋がフーチング上面から伸び出すことによる基部の回転成分もある。実大規模の模型実験結果より、軸方向鉄筋の伸び出しによってフ

ーチングとの接合面において橋脚が回転し、その回転運動によってもエネルギーが吸収されていることが明らかとなっている⁷⁾。したがって、RC橋脚の限界状態時の変位の精度を向上するためには、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる変位（以下、伸び出し変位）を適切に評価する必要がある。しかし道示では、定量的な評価について未解明な点が残されているとの理由から、伸び出し変位を終局変位の算定において考慮していない。一方、伸び出し変位に関して研究が進められており、近藤ら²⁾により算定式が提案されている。本研究では、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態時の変位をより精度よく推定するため、式(4)により伸び出し変位を別途で考慮するものとした。

表-2 対象とする供試体

No.	形状	幅×高さ (mm)	せん断 変位比	軸方向鉄筋		橋脚変位		フーチング 強度 (N/mm ²)	軸力 (N/mm ²)	文庫 No.		
				径	間隔比 (%)	径	間隔比 (%)					
1	矩形	600×600	5.02	D10	0.85	385.0	D6	76.0	0.32	32.1	1.00	6)
2	矩形	600×600	5.02	D13	0.89	370.0	D6	75.0	0.32	37.2	1.00	6)
3	矩形	600×600	5.02	D13	0.88	370.0	D6	150.0	0.18	37.2	1.00	6)
4	矩形	600×600	3.00	D10	0.85	372.0	D6	76.0	0.32	37.3	1.00	6)
5	矩形	1200×1200	4.00	D13	0.77	374.0	D6	120.0	0.09	38.1	1.00	4)
6	矩形	1200×1200	4.00	D13	0.77	374.0	D10	75.0	1.01	37.4	1.00	4)
7	矩形	1200×1200	4.00	D16	1.21	375.0	D10	75.0	1.01	38.6	1.00	4)
8	矩形	1200×1200	4.00	D19	1.75	328.0	D10	75.0	1.00	33.5	1.00	4)
9	矩形	2400×2400	4.00	D35	1.20	424.0	D19	300.0	0.17	33.5	0.00	7)
10	矩形	2400×2400	4.00	D35	1.20	424.0	D19	150.0	0.53	32.6	0.00	7)
11	矩形	600×600	4.00	D10	1.19	400.0	D6	45.0	1.01	35.0	0.00	7)
12	矩形	900×600	5.02	D10	0.85	387.0	D6	75.0	0.62	38.8	1.00	4)
13	矩形	500×500	5.40	D13	2.03	314.4	D9	250.0	0.24	34.0	0.00	10)
14	矩形	500×500	3.00	D13	2.03	314.4	D9	250.0	0.24	32.4	0.00	10)
15	矩形	400×400	3.50	D13	1.50	353.0	D6	70.0	0.57	35.9	1.00	10)
16	矩形	600×600	5.00	D13	1.83	358.0	D6	40.0	1.22	47.3	1.00	11)
17	矩形	700×513	5.76	D10	1.67	560.0	D6	38.0	1.49	38.2	1.23	12)
18	矩形	700×513	5.76	D10	0.60	560.0	D6	38.0	1.33	37.8	1.23	12)
19	矩形	700×513	5.76	D10	2.46	560.0	D6	38.0	1.49	41.0	1.23	12)
20	矩形	600×600	5.00	D13	2.00	563.0	D6	40.0	1.20	41.0	1.00	13)
21	矩形	600×600	5.00	D13	1.10	563.0	D6	40.0	1.20	42.0	1.00	13)
22	矩形	600×600	5.00	D13	2.00	563.0	D6	40.0	1.60	43.4	1.00	13)
23	矩形	600×600	5.00	D13	2.00	563.0	D6	40.0	1.20	44.7	2.50	13)
24	矩形	700×513	5.76	D10	1.70	560.0	D6	31.0	1.62	50.8	1.22	14)
25	矩形	600×600	5.33	D16	3.09	577.0	D13	80.0	1.75	30.8	3.00	15)
26	矩形	600×600	5.33	D16	3.09	577.0	D13	80.0	1.75	45.9	3.00	15)
27	矩形	600×600	5.33	D16	3.09	577.0	D10	67.0	1.18	40.4	3.00	15)
28	矩形	600×600	5.00	D13	1.13	582.0	D6	40.0	1.22	49.1	2.50	11)
29	円形	600	5.02	D10	1.01	397.0	D6	75.0	0.32	31.8	1.00	16)
30	円形	600	5.02	D13	0.89	381.0	D6	75.0	0.32	37.0	1.00	16)
31	円形	1000×600	5.02	D10	1.03	397.0	D6	75.0	0.37	37.4	1.00	5)
32	円形	600	5.00	D10	1.01	387.0	D6(D3)	75.0	0.33	33.3	1.00	17)
33	円形	400	4.14	D16	1.88	374.0	D6	150.0	0.26	38.0	1.47	17)
34	円形	400	4.14	D16	1.88	374.0	D6	300.0	0.13	38.0	1.47	17)

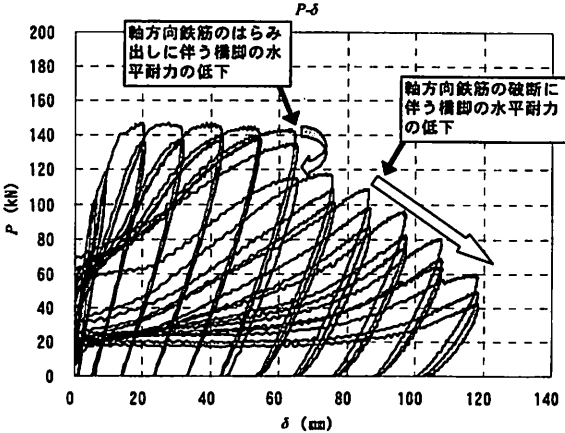


図-5 正負交番荷重実験における橋脚の水平耐力ー水平変位関係

$$\delta = \delta_u + \delta_{sp} \quad (4)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) \quad (5)$$

ここに、 δ は RC 橋脚の限界状態時の変位 (mm)、 δ_u は塑性ヒンジの塑性変形および弾性変形による曲げ変位 (mm)、 δ_{sp} は伸び出しに伴う回転変位 (mm)、 ϕ_u は限界状態時の曲率 (1/mm) である。

(2) フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる変位

正負交番荷重実験において、伸び出し変位を計測する方法としては、フーチング上面とその少し上方の柱断面に変位計を設置し間接的にフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出し量を計測する方法が用いられる場合が多い。本研究における対象実験もこの方法による計測が主となっている。ただし、この手法では計測区間における柱部分の鉄筋の伸びも計測値に含まれることから、純粋な伸び出し量とは異なるものと考えられる。また、いくつかの実験では軸方向鉄筋の柱基部の位置にワイヤーを貼り付けて伸び出し量を直接的に計測している。本研究では、計測方法の違いや計算方法の違いによる伸び出し量の評価のばらつきを無くすため、実験結果を用いるのではなく、フーチング内の軸方向鉄筋のひずみ分布を仮定し、これをフーチング深さ方向に積分することにより軸方向鉄筋の伸び出し量を求め、この手法で伸び出し量の評価を統一するものとした。ここでフーチング内の軸方向鉄筋のひずみ分布は、近藤ら²⁾による実験的検討による提案手法を参考とし、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる変位を求めることとした。

5. 塑性ヒンジにおける回転変位による変位の推定

(1) ファイバー解析による実験の再現解析

本研究では、軸方向鉄筋のはらみ出しというイベントに着目し、RC 橋脚の限界状態として定義したループ安定時および鉄筋のはらみ出し時の評価を軸方向鉄筋のひずみに基づいて行うものとした。ただし、実験の終局段階において鉄筋に生じたひずみは、その計測が困難であることから実験ではデータとして得られていないケースが多い。そこでここでは、ファイバー要素を用いた実験の再現解析により実験における限界状態時の鉄筋のひずみを求めることとした。

解析において橋脚下端の塑性ヒンジ部および柱部は、ファイバー要素とした。ただし、変位入力点を含む最上部の荷重部の要素は、線形はり要素とした。塑性ヒンジ部は、限界状態時の変位の推定精度向上を図るため実際の現象に近い塑性ヒンジ長を用いることとし、浅津ら³⁾によって示された軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔等のパラメ

ータによって値が変化する塑性ヒンジ長の提案手法に対し、供試体数を増やし、さらに円形断面橋脚に対する検討を行い改良を加えた式として、下式で求めた。

$$L_p = 9.5\sigma_{sy}^{1/6}\beta_n^{-1/3}\phi \quad (6)$$

$$\text{ただし、} L_p \leq 0.15h$$

$$\beta_n = \beta_s + \beta_c \quad (7)$$

$$\beta_s = \frac{384E_0I_h}{nd_0^3s} \quad (8)$$

$$\beta_c = k_0c_0 \quad (9)$$

$$d_0 = \alpha \cdot d \quad (10)$$

ここに、 L_p は塑性ヒンジ長 (mm)、 σ_{sy} は軸方向鉄筋の降伏応力 (N/mm²)、 ϕ は軸方向鉄筋径 (mm)、 h は橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (mm)、 β_n は横拘束筋およびかぶりコンクリートのバネ定数 (N/mm²)、 β_s は軸方向鉄筋の塑性座屈に対する横拘束筋バネ定数 (N/mm²)、 β_c は軸方向鉄筋の塑性座屈に対するかぶりコンクリートバネ定数 (N/mm²)、 E_0 は横拘束筋の弾性係数 (N/mm²)、 I_h は横拘束筋の断面二次モーメント (mm⁴)、 n は横拘束筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数、 d_0 は横拘束筋バネを算定する際の有効長 (mm)、 d は横拘束筋の有効長 (mm) で、帯鉄筋や中間帯鉄筋により分割拘束される内部コンクリートの辺長のうち最も長い値、 α は断面補正係数で、矩形断面の場合には $\alpha = 1.0$ 、円形断面では $\alpha = 0.8$ とし、 s は横拘束筋の間隔 (mm)、 k_0 はかぶりコンクリートのバネ算出係数で 0.01N/mm^3 とし、 c_0 は軸方向鉄筋のかぶり (mm) である。

基部以外のファイバー要素の要素長は $0.5D$ (D : 断面幅) とし、端数は最上部の線形はり要素の長さで調整した。またコンクリートの応力-ひずみモデルは、星隈ら¹⁰⁾が提案している道示の横拘束効果を見込んだモデルとし、軸方向鉄筋のモデルは、Menegotto-Pinto モデル¹⁹⁾を用いた。なお、実際には鉄筋のひずみ硬化による影響があるがここでは道示の考え方に従い初期剛性に対する降伏後剛性の比は、0%とした。

荷重は、一方向単調荷重として供試体頂部の荷重点位置に強制変位を与えるものとした。ここで正負交番荷重ではなく一方向単調荷重としたのは、本再現解析が、地震時保有水平耐力法に基づく静的荷重における RC 橋脚の限界状態時として、それに相当する経験最大点における引張鉄筋ひずみの値を求めることを目的としたためである。また、軸応力を導入している実験については、その軸応力を解析に考慮している。

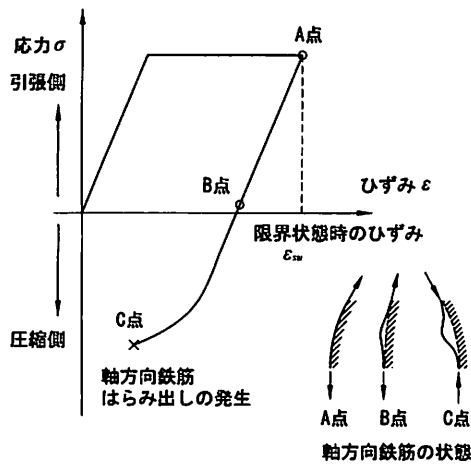


図-6 軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係と
軸方向鉄筋の状態

(2) RC橋脚の限界状態時の引張鉄筋ひずみ

図-6にRC橋脚の軸方向鉄筋がはらみ出す際の鉄筋の応力-ひずみ関係を模式的に示す。軸方向鉄筋のはらみ出しは、引張力により鉄筋に伸びが生じ(A点)、荷重が反転した後(B点)に圧縮に転じた際に橋脚外側にはらみ出す(C点)現象である。本来ならばはらみ出し時(C点)の鉄筋ひずみを限界状態時のひずみと定義することが合理的であるが、単調荷重による水平力-水平変位の履歴上において、このC点に密接に関連する経験最大点(A点)における引張鉄筋ひずみをRC橋脚の限界状態時の鉄筋ひずみと定義することとした。

(3) 限界状態の評価に用いる軸方向鉄筋の引張ひずみの推定式

本研究では、RC橋脚の限界状態に対し軸方向鉄筋のはらみ出しというイベントに着目し、その評価を軸方向鉄筋の引張ひずみに基づいて行うこととした。ここで、軸方向鉄筋の引張ひずみの推定において、軸方向鉄筋が外側にはらみ出そうとする挙動に抵抗するメカニズムを考える。軸方向鉄筋のはらみ出しに対しては、軸方向鉄筋自体が抵抗するほか横拘束筋およびかぶりコンクリートがはらみ出しを拘束すると考えられる。これら3つの抵抗および拘束を無次元パラメータとした重回帰分析を行い、それぞれの影響度を分析し、限界状態時の引張鉄筋ひずみの推定式を提案することとした。

(a) 軸方向鉄筋の抵抗

軸方向鉄筋自体のはらみ出しに対する抵抗は、柱部材の座屈理論を適用するものとしオイラーの弾性座屈理論式より求めた。両端固定梁の場合、オイラーの座屈理論式は式(11)で表され、両端を弾性係数で除し展開すると、鉄筋ひずみは式(12)で表される。

$$\sigma_{cr} = \frac{4\pi^2 E}{(L_{cr}/r)^2} \quad (11)$$

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\pi^2}{4} \cdot \left(\frac{\phi}{L_{cr}} \right)^2 \quad (12)$$

ここに、 σ_{cr} は座屈応力(N/mm²)、 E は弾性係数(N/mm²)、 L_{cr} は有効座屈長(mm)、 r は断面二次半径(mm)、 ε_{cr} は座屈時ひずみ、 ϕ は軸方向鉄筋径(mm)である。

式(12)より軸方向鉄筋の座屈時ひずみは鉄筋径と座屈長の比 ϕ/L_{cr} がパラメータになることが分かる。ここでは座屈長 L_{cr} を塑性ヒンジ長 L_p とし、塑性ヒンジ長は式(6)により算出するものとした。

(b) 横拘束筋およびかぶりコンクリートの拘束

須田ら²⁰⁾は、端部を回転拘束され弾性支承上に配置された直棒部材が半波形で座屈する場合の座屈荷重を示しており、SI単位で示すと式(13)として表される。また、座屈応力としては式(14)として表され、両辺をヤング係数で除し鉄筋ひずみの式に展開すると式(15)が得られる。

$$P_{cr} = C_1 \sqrt{\beta_n E_0 I_0} \quad (13)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{C_1}{2\sqrt{\pi}} \sqrt{\beta_n E_0} \quad (14)$$

$$\varepsilon_{cr} = \frac{C_1}{2\sqrt{\pi}} \sqrt{\frac{\beta_n}{E_0}} \quad (15)$$

ここに、 C_1 は定数で解を導く際の近似法の違いにより2.4~3.3である。式(15)よりひずみは、等分布バネ定数とヤング係数の比 β_n/E_0 がパラメータになることが分かる。ここで式(7)より等分布バネ定数 β_n は、横拘束筋のバネ定数 β_s とかぶりコンクリートのバネ定数 β_c の和であると考えられることができる。

本研究では、両者の影響度の違いを考慮するものとし、 β_s/E_0 と β_c/E_0 をそれぞれ横拘束筋およびかぶりコンクリートのパラメータとした。ここで、等分布バネ定数 β_s および β_c は、式(8)および式(9)に基づくものとした。

(4) 重回帰分析による回帰式

RC橋脚の限界状態時の鉄筋ひずみに対して、軸方向鉄筋自体の抵抗パラメータを ϕ/L_p 、横拘束筋の拘束パラメータを β_s/E_0 、かぶりコンクリートの拘束パラメータを β_c/E_0 とした重回帰分析を行い、RC橋脚の限界状態時の引張鉄筋ひずみの回帰式を求めることとした。重回帰分析により求められた回帰式を式(16)に示す。なお、ループ安定時および鉄筋はらみ出し時の指数部分の値が

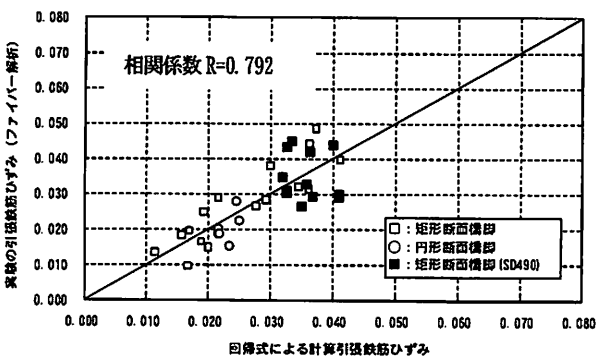
ほぼ同じであったため式の煩雑さを避け、両式の指数部分の値は同じと考えた。

$$\varepsilon_{su} = C \cdot L_p^{0.18} \cdot \phi^{-0.18} \cdot \beta_s^{0.20} \cdot \beta_c^{0.22} \tag{16}$$

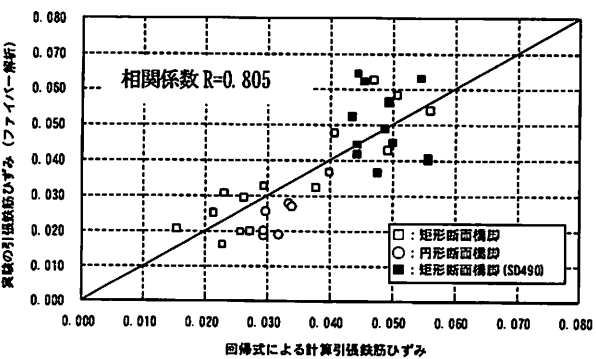
ここに、Cは係数でループ安定時 0.023、鉄筋はらみ出し時 0.031 である。図-7 は、式 (16) によって計算した限界状態時のひずみとファイバー解析により再現した実験における限界状態時のひずみとを比較したものである。ばらつきはあるもののループ安定時および鉄筋はらみ出し時の限界状態時のひずみが、相関係数 0.8 程度となり良く推定できていることが分かる。

6. 提案手法による RC 橋脚の変形能の推定精度

RC 橋脚の限界状態時における引張鉄筋ひずみの回帰式により求めた鉄筋ひずみを基に、RC 橋脚の限界状態における変位を算出し、実験との比較によって、その推定精度を評価するものとした。ひずみから RC 橋脚の変位を推定する手法は道示と同様とし、回帰式より求めた鉄筋ひずみを最外縁の引張側鉄筋ひずみとして与え、平面保持の仮定に基づき死荷重時の軸力とつり合う中立軸を求め、断面の曲げモーメント-曲率関係より式 (5) で算出した。塑性ヒンジ長は、式 (6) により算出した。また、実験における限界状態時の変位には、フーチングからの軸方



(a) ループ安定時



(b) 鉄筋はらみ出し時

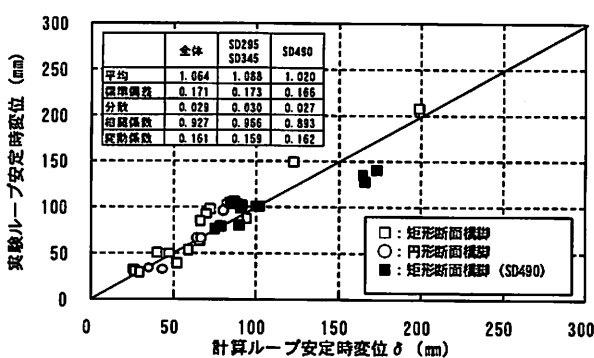
図-7 RC 橋脚の限界状態時の鉄筋ひずみの推定

向鉄筋の伸び出しによる変位が含まれるため、計算変位には伸び出しによる変位を考慮した。

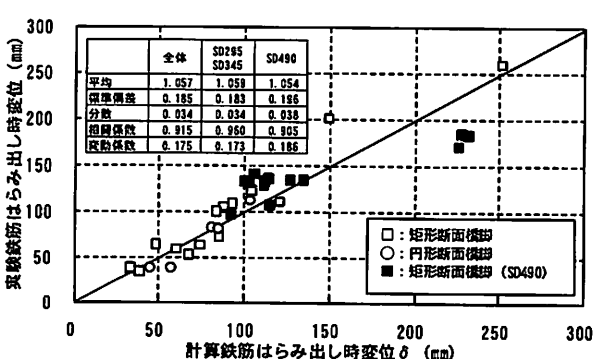
図-8 は、限界状態時の橋脚の変位の計算値と実験値を示したものである。ばらつきを示す変動係数は、ループ安定時 16%程度、鉄筋はらみ出し時 18%程度となり道示による 39%程度と比べると推定精度が向上しているのが分かる。また、軸方向鉄筋に SD490 を用いた供試体において道示では、変位の計算値が実験値に比べ小さくなる傾向があったが、提案式においてはその傾向は見られず、また過度に計算値が大きくなるケースも見られない。さらに提案式による推定において、軸方向鉄筋の材質の違いによる変位の推定結果に顕著な違いは見られないことから、本手法は軸方向鉄筋に SD490 を用いた RC 橋脚に対しても適用可能であると考えられる。

7. まとめ

本研究では、RC 橋脚の限界状態の評価手法の推定精度向上を図るとともに、SD345 以上 SD490 までの強度の軸方向鉄筋に対する限界状態の評価手法の確立も目的として、土木研究所等における曲げ破壊型の既往の RC 橋脚に対する正負交番繰返し载荷実験を対象として、損傷度の観点から限界状態を定義するとともに、その限界状態に達する変位を推定する手法の検討を行った。本研究により得られた知見をまとめると以下の通りである。



(a) ループ安定時



(b) 鉄筋はらみ出し時

図-8 RC 橋脚の限界状態時の変位の推定

(1) 本研究では、RC 橋脚の損傷プロセスのうち軸方向鉄筋のはらみ出しに着目し、RC 橋脚の限界状態時の評価を引張側軸方向鉄筋のひずみに基づいて行うものとした。その鉄筋引張ひずみは、軸方向鉄筋のはらみ出しに対し軸方向鉄筋の抵抗、帯鉄筋の拘束、かぶりコンクリートの拘束からなる 3 つのパラメータを用いて重回帰分析を行い、それぞれの影響度を分析し、回帰式として求めた。重回帰分析から得られた RC 橋脚の限界状態時の鉄筋引張ひずみ算定式は、ファイバー解析により実験結果を再現した実験時の鉄筋引張ひずみを精度良く推定できた。

(2) 道示手法では、実験における終局限界状態に相当する変位と計算による終局変位では、ばらつきを表す変動係数が 40%程度であった。一方提案手法では、RC 橋脚の限界状態時の変位に対し実験値と計算値の変動係数は、ループ安定時で 16%程度、鉄筋はらみ出し時で 18%程度であった。この結果から、提案手法によれば RC 橋脚の限界状態時の変位を比較的精度良く推定できることが分かった。

(3) 道示手法では、軸方向鉄筋に SD490 を用いた供試体において軸方向鉄筋比が 1.0%よりも低い場合に、実験と比較して RC 橋脚の変形能を大きく評価する傾向があった。提案手法では、軸方向鉄筋に SD295 または SD345 を用いた供試体と、軸方向鉄筋に SD490 を用いた供試体とで顕著な推定精度の違いは見られなかった。この結果から提案手法は、軸方向鉄筋に SD490 を用いた RC 橋脚に対しても適用可能であることが分かった。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・解説Ⅴ 耐震設計編，2002.3
- 2) 近藤益央，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の伸び出し量に関する研究，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.825-828，1999.7
- 3) 浅津直樹，運上茂樹，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木学会論文集，No. 682/I-56，pp. 177-194，2001.7
- 4) 西田秀明，運上茂樹：道路橋示方書に基づく RC 橋脚の許容塑性率の工学的位置づけに関する考察，第 10 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 249-254，2007.2
- 5) 星隈順一，運上茂樹：入力地震動の特性と RC 橋脚に生じる塑性応答回数，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 1243-1248，2001.7
- 6) 星隈順一，運上茂樹，川島一彦，長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法，構造工学論文集，Vol. 44A，pp.877-888，1998.3
- 7) 建設省土木研究所耐震研究室，日本道路公団，首都高速道路公団，阪神高速道路公団：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性及ばす寸法効果の影響に関する共同研究報告書，第 234 号，1999.10
- 8) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏，池田博之：大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能，第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp. 2123-2128，1998.11
- 9) 長屋和宏，運上茂樹：インターロッキング RC 橋脚の動的耐力，変形性能に関する実験的検討，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp. 709-712，1999.7
- 10) 武村浩志，川島一彦，運上茂樹，星隈順一：繰返し載荷実験に基づく RC 橋脚の終局変位の評価，構造工学論文集，Vol. 43A，pp.869-880，1997.3
- 11) 国土技術政策総合研究所：平成 21 年度高強度鉄筋コンクリートの適用性に関する実験検討業務，2010.2
- 12) 仲谷邦博，上田喜史，木村祐司，山脇正史：高強度鉄筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計（下），橋梁と基礎，vol. 33，No. 12，pp. 41-49，1999.12
- 13) 北村岳伸，玉越隆史，藤田知高：高強度鉄筋コンクリートの適用性に関する研究，第 13 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.145-148，2010.2
- 14) 浅井洋，春日昭夫，飯田字朗，梅原秀哲：SD490 鉄筋を軸方向鉄筋に用いた RC 橋脚の実用化に関する研究，土木学会論文集，760 号，pp.91-108，2004.5
- 15) 村田裕志，渡辺典男，水谷正樹，小尾博俊，福浦尚之：SD490 を用いた高鉄筋比の RC 橋脚の耐震性能に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol. 56A，pp.928-937，2010.3
- 16) 長屋和宏，運上茂樹：横拘束筋にスパイラル鉄筋および PC 鋼線を用いた RC 橋脚の動的耐力，変形性能に関する実験的検討，土木学会第 54 回年次学術講演会概要集，pp.452-453，1999.9
- 17) 堀淳一，運上茂樹：円形断面鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価法の高度化，土木技術資料，Vol. 48，No. 8，pp. 54-59，2006.8
- 18) 星隈順一，川島一彦，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係，土木学会論文集，No. 520/V-28，pp. 1-11，1995.8
- 19) 堀淳一，川島一彦：部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案，土木学会論文集，No. 738/I-64，pp. 159-169，2003
- 20) 須田久美子，村山八洲雄，一宮利通，新保弘：交番繰返し荷重下における柱筋の座屈挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 16，No. 2，pp. 467-472，1994